

Коммунальное хозяйство городов

Співставлення результатів експериментальних досліджень напружено-деформованого стану з розподілом напружень, отриманих із застосуванням методу скінчених елементів для двох випадків місцевого стиснення показало достатню відповідність.

У подальшому необхідно проаналізувати роботу кладки та розробити моделі руйнування, на основі яких встановити розрахункові схеми для цегляних конструкцій при їх місцевому стисненні.

1.Брусенцов Г.Н., Будрейка В.Э. Экспериментально-теоретические исследования фрагментов каменной кладки при плоском напряженном состоянии // Исследования и методы расчёта строительных конструкций и сооружений: Тр. ЦНИИСК им В.А.Кучеренко. – М., 1985. – С.94-101.

2.Вахненко П.Ф., Клименко Є.В., Шаповал С.Л. Про міцність масивної кам'яної кладки при її місцевому завантаженні // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.30. – К.: Техніка, 2001. – С.75–80.

3.Дорофеев В.С., Яременко Е.А. Прочность и деформации поврежденных армокаменных столбов при внецентренном сжатии // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.39. – К.: Техніка, 2002. – С.105-111.

4.Клименко Є.В., Шаповал С.Л. Работа цегляной кладки при її місцевому стиску // Науковий вісник будівництва. Вип.23. – ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2003. – С.136-139.

5.Клименко Є.В., Шаповал С.Л. Експериментальні дослідження кам'яної кладки при її місцевому стиску // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Вип.7. – Полтава: Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2001. – С.58-63.

6.СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.

7.Фомица Л.Н., Андрух С.Л. Разработка неразрушающего метода для обследования кирпичной кладки // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. тр. Вып.25. – Днепропетровск: Приднепровская гос. акад. стр-ва и архит., 2003. – С.175-176.

8.Шагин А.Л., Копейко А.Е., Сушко Е.Н. Эффективные способы усиления каменных конструкций // Будівельні конструкції: Зб. наук. пр. Вип.54. – К.: НДІБК, 2001. – С.766-770.

9.Шмуклер В.С., Молодченко Г.А., Новая конструктивная система для жилищно-гражданского строительства // Тез. докл. Всесоюзн. конф. «Новые технологии возведения зданий, расчет строительных конструкций». Ч.7. – Белгород, 1991 – С.124.

Отримано 24.10.2005

УДК 624.159

Е.Г.СТОЯНОВ, канд. техн. наук, Ю.М.ПОПОВИЧ

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ АРМОКИРПИЧНОГО КАРКАСА ДЛЯ СКЛАДСКОГО МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С СЕТКОЙ КОЛОНН 12х6 м

На основе экономической целесообразности рассматривается каркасное складское здание, в котором роль несущих вертикальных элементов выполняют кирпичные простенки с пилястрами и кирпичные столбы, усиленные стальными обоями.

При строительстве складских зданий с количеством этажей два и более традиционными являются рамные конструктивные схемы с железобетонным или стальным каркасом. В частности, железобетонные каркасы разработаны в типовых сериях для многоэтажных промышленных зданий [1].

Для складских зданий, относящихся по пожарной и взрывопожарной опасности к категориям А, Б и В, стальной каркас является более дорогостоящим, чем железобетонный. Кроме того, если на перекрытиях предполагается перемещение грузов с помощью автопогрузчиков, то предпочтение опять-таки отдается железобетонному каркасу.

Для зданий с количеством этажей два и более рекомендуются типовые решения с устройством перекрытий по типу I (с опиранием плит перекрытия на полки ригелей).

В последние годы в Украине и в частности в Харьковском регионе значительно уменьшилась номенклатура сборных железобетонных изделий, особенно большепролетных предварительно напряженных конструкций.

Исходя из реальных условий строительства в Харьковской области, использование железобетонного каркаса с сеткой колонн 12×12 м, 12×9 м, 12×6 м является весьма дорогостоящим из-за расходов на индивидуальность заказов по изготовлению конструкций и их транспортировку.

Общей проблемой является поиск решений для строительства производственных и складских зданий с числом этажей два и более с максимально укрупненной сеткой колонн. При этом основным требованием к каркасу и зданию в целом остается экономическая целесообразность.

Нами предлагается вариант смешанного каркаса с применением местных материалов и металлопроката с широкой номенклатурой, имеющейся в Украине.

Так, имеется опыт проектирования и строительства двухэтажного двухпролетного складского здания (два пролета по 12 м, высоты этажей 6,0 м и 4,8 м, длина здания 60 м). Полезная нагрузка на перекрытия – распределенная 10 кН/м² и нагрузка от автопогрузчика 750 кг.

Конструктивная схема здания может рассматриваться как промежуточная между жесткой и упругой схемами. Здание представляется как рамная система, для которой упругими опорами являются перекрытие и покрытие. Стойками рам по наружным продольным осям здания являются простенки с пилястрами высотой, равной высоте здания. Сечение пилястр 510×640 мм, толщина стен 380 мм, ширина про-

стенков 3000 мм. По внутренней оси стойками являются кирпичные столбы с поперечным сечением 510×510 мм в стальной обойме из прокатных уголков.

В качестве ригелей перекрытия применены сварные стальные балки 90БС1 высотой 900 мм, для покрытия применены стальные сварные балки 60БС2 высотой 600 мм [2].

Устройство перекрытия по типу I с опиранием ребер плит на столбики стальных балок конструктивно возможно, однако при этом значительно усложняется технология монтажа плит и устройство жесткого диска перекрытия. Поэтому принят более технологичный вариант устройства перекрытия по типу II с опиранием плит на верхний пояс балок.

Жесткость перекрытия обеспечивается сваркой закладных деталей плит с верхним поясом балок, соединением плит между собой, замоноличиванием швов между плитами в обоих направлениях и устройством монолитного бетонного пола толщиной 60 мм.

Перекрытия выполняются из ребристых предварительно напряженных железобетонных плит типа ИП-5-5 размерами в плане 6х1,5 м.

Несущие балки перекрытия и покрытия опираются на стены и столбы через железобетонные монолитные пояса и привариваются к закладным деталям поясов. Пилыстры армируются сетчатой арматурой.

По среднему ряду балки опираются на кирпичную кладку столбов и на стальные консоли, приваренные к обоймам столбов. Кроме того, балки обоих пролетов соединяются между собой стальными накладками. При таком соединении узлы можно рассматривать как жесткие.

Фундаменты под наружными стенами выполняются ленточными из сборных бетонных блоков, лежащих на монолитной железобетонной подушке толщиной 500 мм. Верхняя часть фундаментов выполняется в виде монолитного железобетонного пояса.

Фундаменты под столбы среднего ряда выполняются отдельно стоящими из монолитного железобетона. База столбов выполняется в виде стальной плиты, заанкеренной в подколоннике, и траверс, приваренных к обойме и плите. Этот узел также можно рассматривать как жесткий.

В статическом расчете поперечной рамы здания считается, что ригеля рам шарнирно оперты на крайние стойки и жестко соединены с центральной стойкой. Все стойки жестко заделаны в грунт на уровне пола первого этажа.

Крайние стойки имеют тавровое поперечное сечение с шириной

полки, равной ширине простенка. Средние стойки имеют квадратное сечение.

Жесткости стоек определяются согласно рекомендациям, принятым для каменных и армокаменных конструкций [3, 4].

Расчетные усилия в различных характерных сечениях стоек определяются по общим правилам строительной механики.

Для выполнения требований противопожарных норм все открытые поверхности металлоконструкций (балки, обоймы столбов) оштукатуриваются по сетке и частично окрашиваются огнезащитными красками.

Экономический анализ свидетельствует, что общая стоимость коробки здания при предлагаемом варианте каркаса (включая стоимость материалов и технологических затрат) ниже стоимости при применении типового железобетонного каркаса на 40%.

1. Серия 1.420-12. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / Под ред. Г.И. Бердичевского. – М.: Стройиздат, 1981. – 488 с.

2. Балка сварная двутавровая. ТУ У 01412851.001-95.

3. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983.

4. Вахнейко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 148 с.

Получено 31.10.2005

УДК 539.3

А.А.ЧУПРЫНИН, канд. техн. наук

Харьковская национальная академия городского хозяйства

РАСЧЕТ ТОНКОСТЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

В настоящее время в строительстве широко используются элементы конструкций, расчетная схема которых соответствует тонким оболочкам. Условия эксплуатации при этом характеризуются внешними воздействиями, которые часто приводят к тому, что материал начинает работать за пределами упругости. Учет нелинейных факторов позволяет более адекватно смоделировать процессы деформирования конструкций.

Стремление к уменьшению массы и увеличению несущей способности конструкций привело к тому, что их элементы подвергаются интенсивному воздействию внешних нагрузок, в результате чего в конструкциях возникают большие перемещения и деформации и зависимости между их компонентами связаны нелинейными зависимостями. Кроме того, при высоких температурах и напряжениях в материале наблюдается накопление деформаций ползучести и деградация его структуры (повреждаемость) [1]. Для некоторых конструкционных